

論文 曲げ降伏後にせん断破壊する片側柱付き RC 耐震壁の実験的研究

伊藤 彩夏^{*1}・祖父江 美枝^{*2}・真田 靖士^{*3}・市之瀬 敏勝^{*4}

要旨：本研究では，軸力およびせん断余裕度を変動要因とすることにより，曲げ降伏後にせん断破壊する片側柱付き RC 耐震壁の破壊性状および変形性能の検証を行った。試験体は曲げ降伏後，壁圧縮時に壁下部での圧縮破壊またはせん断破壊，壁引張時に壁圧縮時の破壊とつながる壁板下部での破壊が生じ，柱脚でのせん断破壊によって終局破壊となった。終局破壊に至るまでには，コンクリートの圧縮負担が小さいとせん断変形性能は大きくなる傾向がみられた。壁引張時の曲げ変形性能は，せん断余裕度と正の相関関係がみられたが，壁圧縮時の曲げ変形性能ではその様な関係はみられなかった。

キーワード：構造設計，耐震壁，柱，圧縮破壊，せん断耐力，変形性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾の2010年改定により，片側のみに柱が付いた壁の設計法が示された。それに伴い，実務構造設計において片側柱付き壁を構造部材として扱うための見直しが進みつつある。

建物において，せん断破壊は脆性的破壊であるため，必ず避けるべき破壊である。しかし，壁の長い片側柱付き壁においては，せん断破壊だけでなく，壁端部での圧縮破壊による耐力の急激な低下が起こりうることが文献²で示された。このことから，壁端部での圧縮破壊が，せん断破壊性状および耐力に大きな影響を与えられ。

そこで，本研究では，壁端部での圧縮破壊や曲げ降伏後にせん断破壊する片側柱付き壁の破壊性状および耐震性能を検証することを目的とし，軸力とせん断余裕度を変動要因とした片側柱付き壁の静的加力実験を行う。

2. 試験体

図-1に試験体配筋図を示す。試験体は，1/2.5スケール

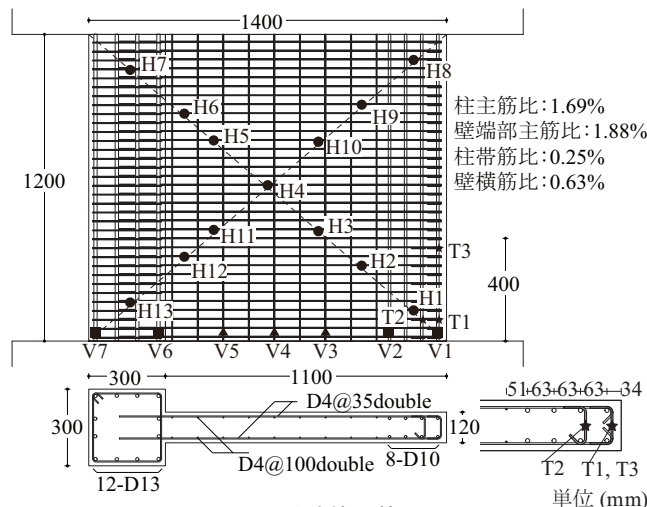


図-1 試験体配筋図

ルを想定した片側柱付き壁が計4体であり，4体は寸法，配筋を全て同一とした。試験体は内法高さが1200mm，柱断面が300×300mm，壁の張出長さが1100mmである。柱主筋は12-D13(SD345)，袖壁の端部には8-D10(SD345)を配筋した。壁縦筋は2-D4(SD295A)を100mm間隔で配筋し，柱帯筋および壁横筋は，2-D4(SD295A)を35mm間隔で配筋した。また，壁端部には試験体内法高さの1/3までの高さに幅止め筋を1本置きに配筋した。

表-1にコンクリート材料試験の結果，表-2に鉄筋の引張試験の結果を示す。

3. 加力方法

図-2に加力装置を示す。軸力は試験体の左右にある軸力ジャッキにより負荷した。水平加力位置は試験体下端から825mmの位置とし，壁圧縮の方向を正載荷とした。

図-3に平面保持解析とRC規準による $N-M$ 曲線を示す。曲げモーメントは，断面の図心と部材中心が近い

表-1 コンクリート材料試験結果 (6本平均)

圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)
28.4	28.0

表-2 鉄筋引張試験結果 (3本平均) (N/mm²)

		降伏強度	引張強度	弾性係数
D4	SD295A	402	523	180000
D10	SD345	334	415	153000
D13	SD345	345	473	159000

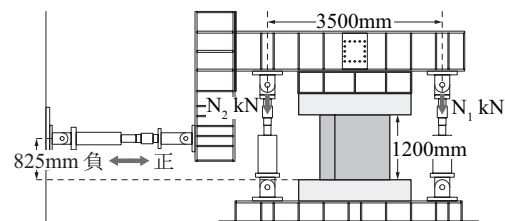


図-2 加力装置

*1 名古屋工業大学大学院生 (正会員)

*2 元・名古屋工業大学大学院生 (正会員)

*3 豊橋技術科学大学 准教授・博 (工学) (正会員)

*4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)

図-4(a)のように部材中心まわりの値と定義した。今回の実験では、壁圧縮時と壁引張時のせん断余裕度を調整するため、左右の軸力 N_1 , N_2 により、一定の曲げモーメントを与えた。この値を図-4の M 図の水平加力位置に示す。たとえば No.1 試験体の壁圧縮時は +78kNm である。なお、試験体 No.3, No.4 の正載荷では、引張軸力 -200kN を加えた際に、柱と壁の中央に曲げひび割れが生じた。図-4に各試験体の曲げ降伏強度時のモーメント図を示す。

試験体 No.1, 2, 3 の負載荷 (壁引張) 時に負荷する軸力 400kN は 300mm 角の柱に対して軸力比が 0.16, No.4 の負

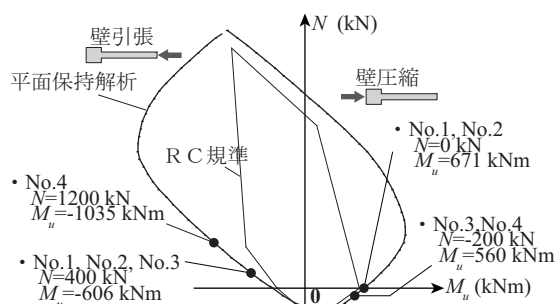


図-3 N-M 曲線

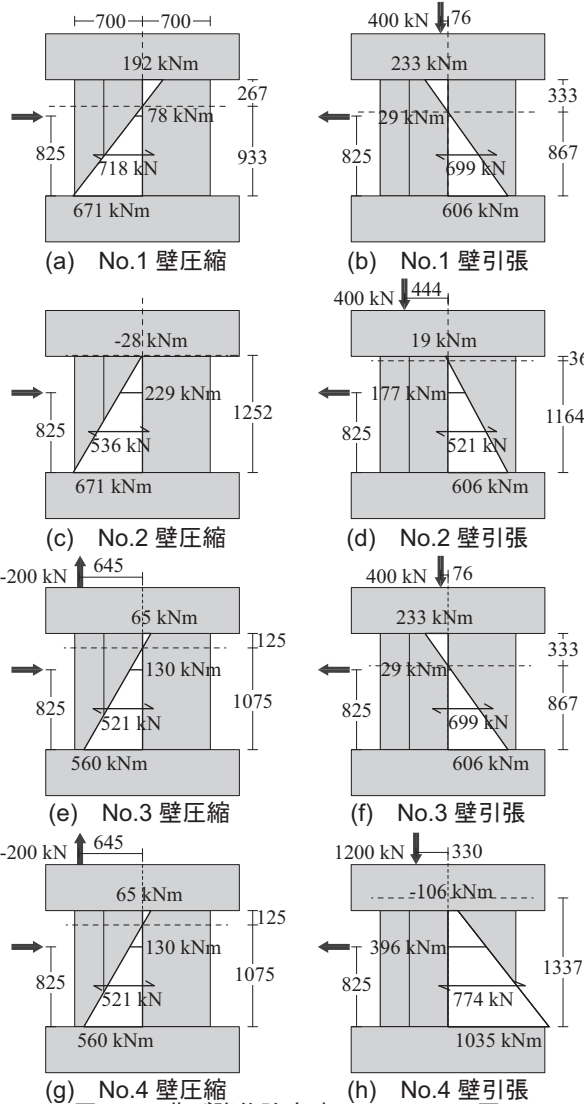


図-4 曲げ降伏強度時のモーメント図

載荷時軸力 1200kN は軸力比 0.47 となる値である。

載荷履歴は、RC 規準により算出した短期許容耐力 (No.1, No.2, No.3 のみ), 層間変形角 1/600, 1/300, 1/200, 1/133, 1/100, 1/80, 1/60, 1/48 を順に正負交番で繰り返し、-1/48 以降は負方向に押し切り載荷とした。ここで、層間変形角は試験区間の変形を 1200mm で除した値である。

4. 破壊経過と荷重 - 変形関係

図-5に各試験体の破壊状況, 図-6に荷重 - 変形関係を示す。また, 図-6の荷重 - 変形関係中には平面保持解析と RC 規準により算出した曲げ降伏強度を示す。

全試験体とも正載荷時に壁端部での圧縮破壊が進み, 試験体 No.1, No.2 では最大耐力後急激に耐力が低下した。壁引張時では, 正載荷時の壁端部の破壊とつながる壁板下部でのせん断すべりが進み, 最終的に柱脚でのせん断破壊により耐力が急激に低下し, 載荷を終了した。

正載荷時には, No.2 で最も壁端部での圧縮破壊が進んだ。負載荷時には, No.3 で正載荷時の圧縮破壊が少なかったために, 壁板の斜め方向のせん断破壊も見られた。また, No.4 では, 負載荷時の軸力が 1200kN と大きいので破壊が早く進んだ。

鉄筋歪ゲージの取り付け位置を図-1中に示し, 図-6の荷重 - 変形関係に各鉄筋が降伏した時点を示す。なお, 歪ゲージの位置がひび割れ面と離れる場合があったため, 鉄筋の降伏は降伏強度の 90% に達した時点とした。

縦筋は, 最大耐力に達するまでに試験体 No.1 の V6 以外全ての鉄筋が降伏しており, No.1 の V6 も最大耐力直後に降伏した。

横筋は, 全試験体とも壁中央部の横筋 (H2-H6, H9-H12) が先に降伏し, その後, 試験体両端にある壁端部横筋と柱帯筋 (H1, H7, H8, H13) の引張応力が大きくなった。正載荷時の最大耐力直前に壁下端の横筋 (H1) が降伏し,

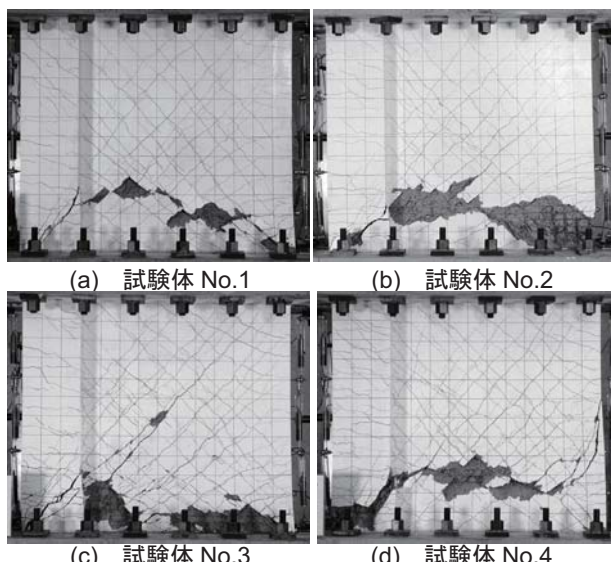
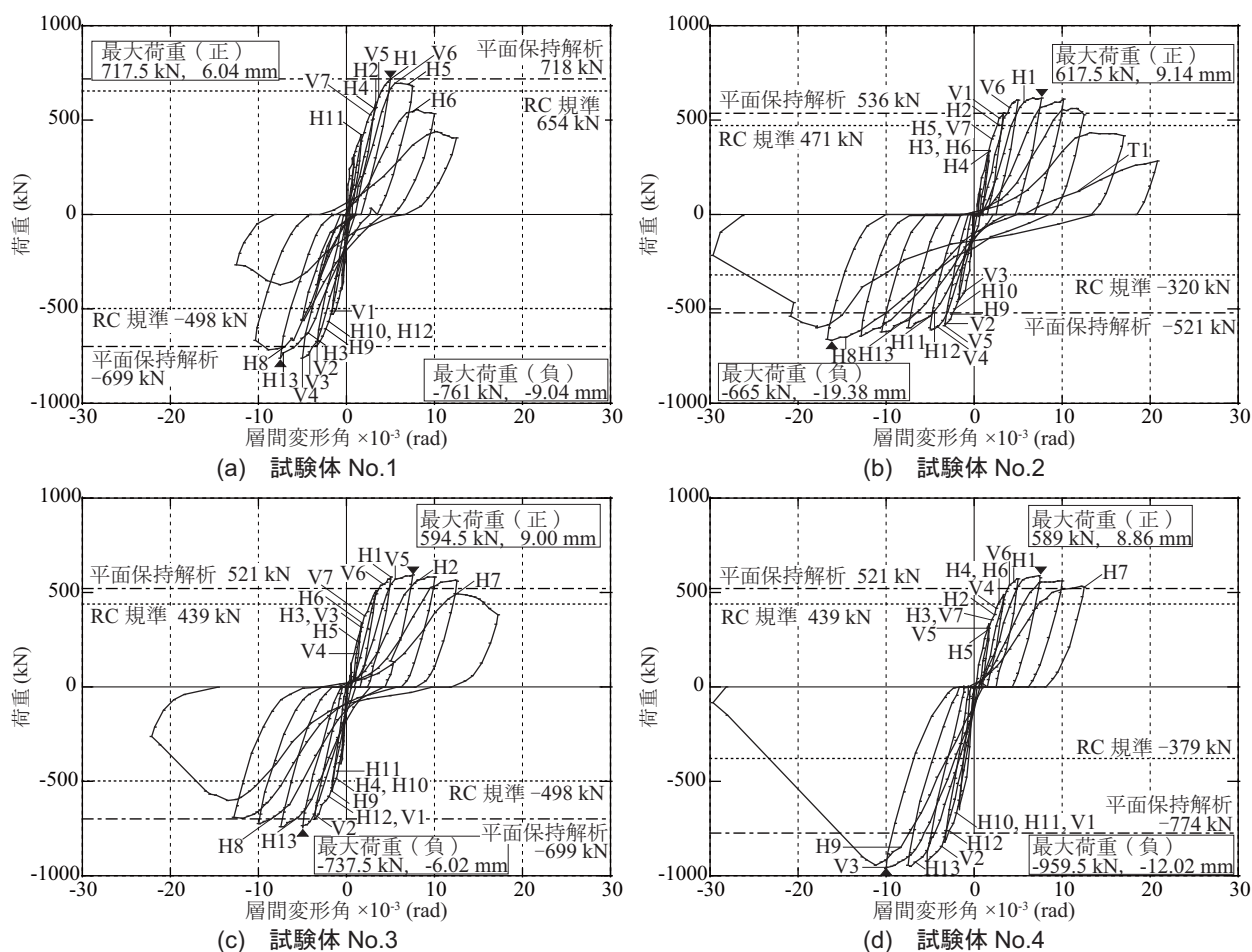


図-5 最終破壊状況



図－6 荷重 - 変形関係

柱脚のせん断破壊により耐力が急激に低下をする時点で柱脚の帯筋 (H13) が降伏した。

幅止め筋は、最も壁端部での圧縮破壊が大きく、壁端部主筋の座屈も確認できた No.2 の T1 のみが降伏した。

5. 変形成分の検討

図－7 に試験体に取り付けた変位計の測定位置を示す。ここで、下段の鉛直変位計 (ET_3 , NT_3 , WT_3) から算出した歪は必ずしも直線に分布してはなかったが、本実験では平面保持を仮定する。3分割して取り付けた鉛直変位計から、試験体の回転角を算出し、それらを積分することにより曲げ変形 u_B を略算した。また、試験体区間の全体変位から曲げ変形成分を除いた値を、せん断変形成分 u_S とし、各試験体の変形成分を図－8 に示す。

No.2 では層間変形角 $1/60$ から $1/48$ にかけて曲げ変形成分が急激に増加をしている。この頃、壁の端部では壁縦筋の座屈および幅止め筋の降伏が起きており、壁端部での圧縮破壊の進行により曲げ変形が増加したと考える。一方、No.1, No.3, No.4 の試験体は、正載荷時に最大耐力時付近から、せん断変形成分が増加を示した。

負載荷では全試験体とも、柱脚のせん断破壊により急激

に耐力が低下した時点で、せん断変形成分が増加した。また、No.4 では負載荷最大耐力前後で曲げ成分が増加している。これは、軸力が大きいためにアーチ機構が有効に働き、せん断変形が抑えられたと考える。

図－9 に No.2 と No.3 の荷重と変形分離により算出したせん断変形角の関係を示す。全試験体とも壁圧縮時には、せん断変形角が $3 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 付近が最大耐力となっていた。一方、壁引張では、せん断余裕度が 0.9 である No.1, No.3, No.4 の試験体はせん断変形角が $4 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 程度で最大耐力となっていた。

6. せん断すべりの検討

荷重 - せん断変形角関係では、壁圧縮時の No.3, No.4, 壁引張時の No.2, No.3 において一定の耐力を保持したまま、せん断変形量が増加していた (図－9 中○)。

図－7 に示す下段の鉛直変位計 (ET_3 , WT_3) から試験体両端の鉛直歪をそれぞれ計算し、歪の最小値を縦軸、せん断変形角を横軸にしたグラフを試験体 No.2, No.3 について図－10 に示す。なお、せん断変形量は最大耐力が 80% に低下する時点までを実線、それ以降を破線とし、図中に図－9 同様、耐力一定のまません断変形量が増加している各サイクルピークを○印で示す。

試験体 No.2, No.3 の壁引張時には軸力を 400kN 負荷しているが、試験体全体は伸びており、そのため横方向へのせん断すべりが進行したと考えられる。壁引張時に柱が負担するコンクリート圧縮力 C_c は次式で計算できる。

$$C_c = N - C_s + T_s \quad (1)$$

N は軸力、 C_s は柱主筋の圧縮力、 T_s は壁端部縦筋の引張力である。試験体 No.2 の場合、柱主筋の ± 4 サイクルでのひずみ度は、図-11 のように 13.4×10^{-3} と -0.5×10^{-3} であった。よって、 -4 サイクル時には $-\sigma_y$ の応力を負担すると思われる。試験体 No.3 も同様である。したがって、 $C_s = a_s \sigma_y$ と仮定する。

図-12 に壁引張時の軸力による応力状態の概算を示す。No.2, No.3 試験体では、同図 (a) のように C_c が極めて小さな値となる。これを柱の断面積で割ると、カッコ内のように 0.7 N/mm^2 となる。一方、最大せん断力を柱断面積で除した値は 7.4 から 10.7 N/mm^2 である。よって試験体 No.2, No.3 では、せん断すべりが起きやすい状態であったといえる。一方、No.4 試験体では、軸力が大きいので、同図 (b) のように平均圧縮応力度が大きくなり、せん断すべりが生じにくいといえる。

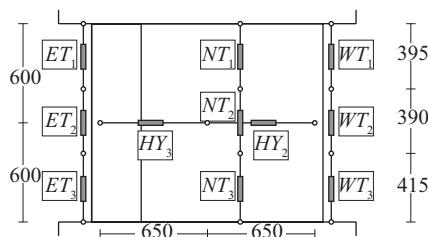


図-7 変位計取り付け位置

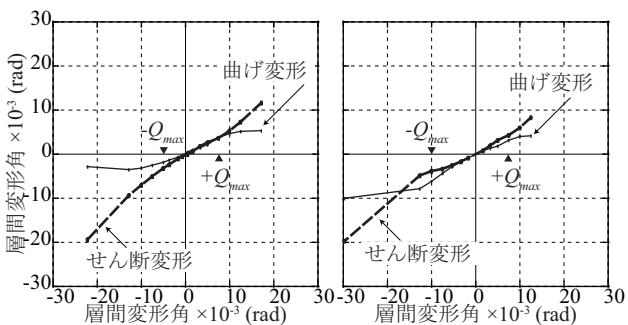
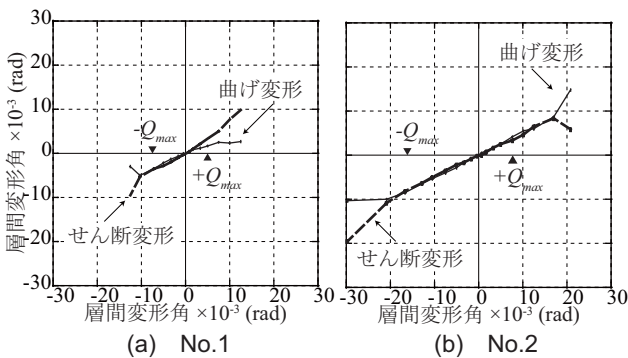
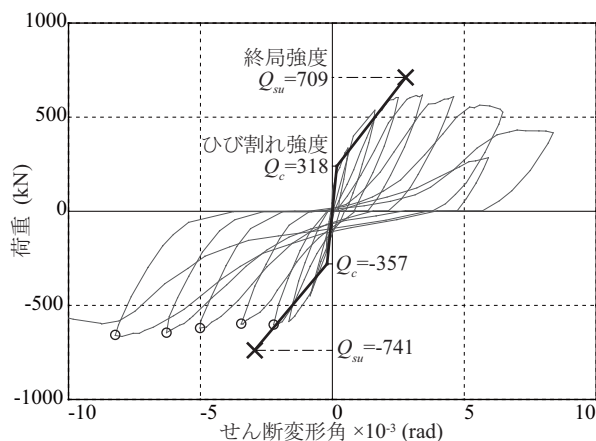


図-8 変形分離

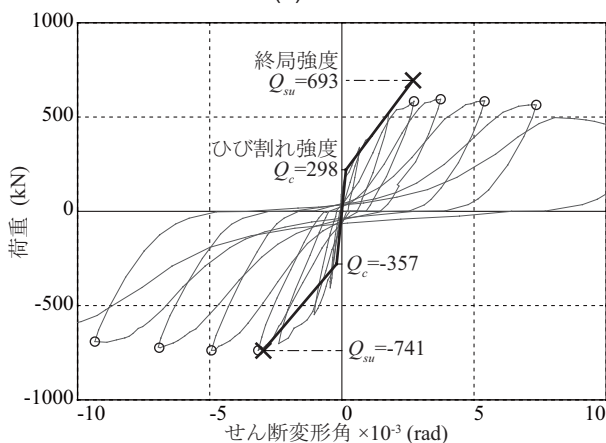
7. せん断終局強度式の検討

荒川式を基本に下記のようなせん断強度式を考える。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{H/L + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad 0.5 \leq H/L \leq 3 \quad (2)$$



(a) No.2



(b) No.3

図-9 荷重-せん断変形関係

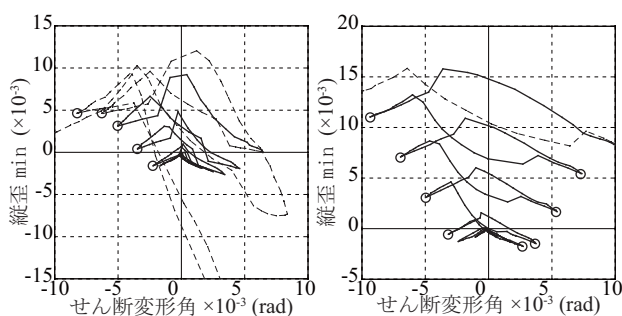


図-10 縦歪の最小値とせん断変形角の関係

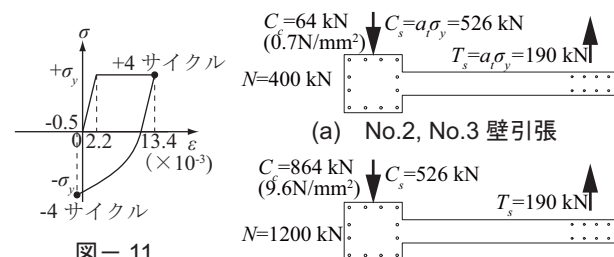


図-11 鉄筋の応力-歪関係 (No.2 ± 4 サイクル)

図-12 壁引張時の応力状態

j : 応力中心間距離 $=0.8L$

t_e : $A/L(\text{mm})$ 。ただし、 t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする。

A : 部材の断面積

L : 部材の全長

H : クリアスパン長さ

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度

(圧縮を正, 引張を負とする)

アーチ機構の検討のため、図-13 に No.4 の壁引張最大耐力時の歪度測定値 (図-7 の変位計データによる) を示す。図-4(h) に示す曲げ降伏時のモーメント図から、No.4 では柱頭は圧縮となるはずである。しかし、実験では、圧縮側の柱頭 (図-13 の左上) も降伏歪に近い引張歪 1.44×10^{-3} となった。他の試験体ではこれを超える引張歪がみられた。モーメントの釣り合い条件により、圧縮力 C_1 は壁の中心線より左側に位置し、図-13 のようなアーチ機構が成立する。一方、同図において、アーチ機構に寄与する圧縮力は、 N を軸力として、次式で与えられる。

$$\frac{C_1 + C_2}{2} = N + \frac{T_1 + T_2}{2} = N + \frac{\Sigma a \sigma_y}{2} \quad (3)$$

よって、等価引張鉄筋比 p_{te} は、上式に対応するように、全縦筋断面積の 2 分の 1 すなわち $\Sigma a/2$ から計算する。

$$p_{te} = \frac{100 \Sigma a}{2 t_e \cdot d} \quad (4)$$

d : 有効せい $=0.9L$

片側のみに柱が付く左右非対称な試験体の場合、材軸を断面の図心で定義すると、加力によってクリアスパン長さが変化する。そこで、式 (2) では、図-13 のように圧縮力の中心がほぼ材軸にあると考え、クリアスパン長さ H をせん断スパン長さ M/Q と考えた。

また、国土交通省の構造関係技術基準解説書³⁾により、等価壁厚が元の壁厚の 1.5 倍以上の場合、柱と壁が一体となり挙動せず、壁厚が小さいため壁が先行して破壊すると考えられ、その場合は壁板のせん断補強筋量 $p_s \sigma_s$ で決まるとする。一方、等価壁厚が元の壁厚の 1.5 倍までの場合、柱と壁が一体となりせん断力に抵抗するとし、柱と壁の横筋比を各面積で平均化することとする。

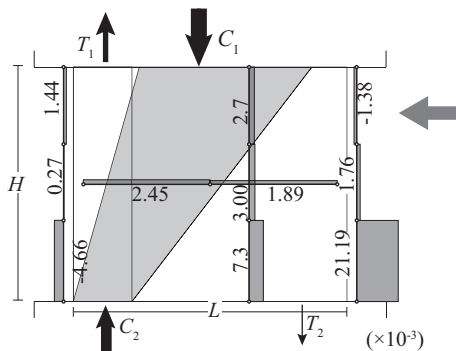


図-13 試験体 No.4 負側最大耐力時の歪状況

$$\begin{cases} A/L > 1.5t & p_{wh} \cdot \sigma_{wh} = p_s \cdot \sigma_s \\ A/L \leq 1.5t & p_{wh} \cdot \sigma_{wh} = \sum \left(\frac{bD}{A} \right) p_w \cdot \sigma_w + \sum \left(\frac{tl}{A} \right) p_s \cdot \sigma_s \end{cases}$$

l : 壁板の長さ

以上の方法によりせん断強度を算出し、表-3 に今回の試験体のせん断強度およびせん断余裕度を示す。また、既往の実験の結果⁴⁾⁻¹¹⁾と共に、実験値と計算値との比較を図-14 に示す。両側袖壁付き柱のシングル配筋の試験体では、ばらつきがみられたが、全試験体に対して、比較的良好に評価できた。

文献 3 により、せん断ひび割れ強度および剛性低下率を

表-3 せん断強度およびせん断余裕度

試験体	せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu}		せん断強度 Q_{su} (kN)	
	壁圧縮	壁引張	壁圧縮	壁引張
No.1	0.99	1.11	709	741
No.2	1.32	1.42		
No.3	1.33	1.06	693	805
No.4	1.33	1.04		

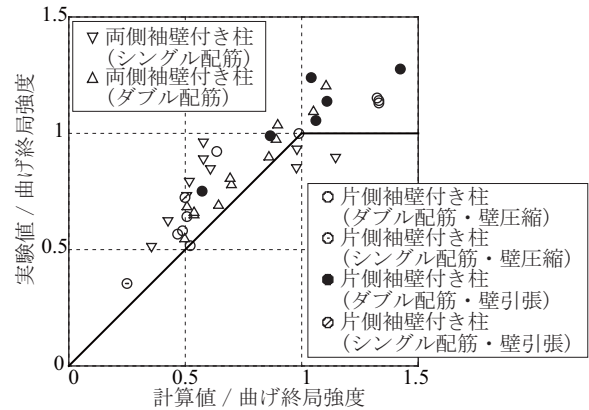


図-14 実験値とせん断強度計算値の比較

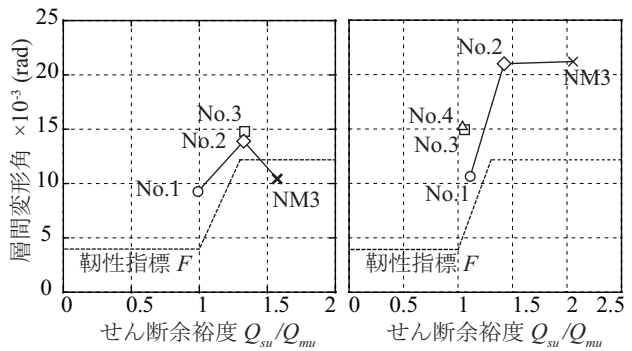


図-15 せん断余裕度と変形性能の関係

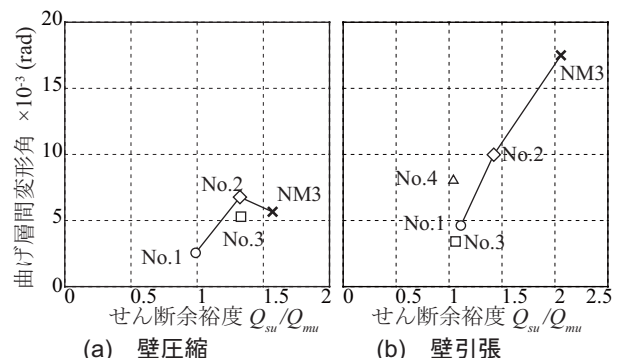


図-16 せん断余裕度と 80%曲げ変形性能の関係

算出し、試験体 No.2 と No.3 の比較結果を図－9 中に示す。せん断ひび割れ強度算出に当たっては、壁引張時の有効せいおよび応力中心間距離の算出法が不明確であったため、有効せいを試験体全せいの 0.9 倍、応力中心間距離を試験体全せいの 0.8 倍とした。No.1, No.2, No.3 に関しては壁圧縮、壁引張とも比較的良好に評価できた。ただし、No.4 の壁引張時の剛性低下率は過小評価であった。

8. せん断余裕度と変形性能の比較

図－15 に各試験体の最大耐力後 80% 耐力低下時の変形量とせん断余裕度の比較を示す。また、文献 2 より片側柱付き壁で比較的同じ断面形状の NM3 をプロットした。

壁圧縮時では、せん断余裕度が一定の値より大きくなると変形性能は低下している。これは、壁端部の圧縮破壊により変形性能が急激に低下したためである。

一方、壁引張時では、せん断余裕度が高いほど変形性能が向上した。また、せん断余裕度が同程度である No.1, No.3, No.4 を比較すると、壁圧縮時に壁端部での圧縮破壊が比較的少ない No.3 と No.4 の試験体の変形性能が高い。図－15 中に文献 12 により算定した靱性指標 F を示す。靱性指標 F は、壁圧縮時では過大評価となったが、壁引張時では安全側となった。

次に、図－16 に各試験体の最大耐力後の 80% 耐力低下時の曲げ変形量とせん断余裕度の比較を示す。壁圧縮時の曲げ変形は全体の変形性能と同様の傾向が見られた。一方、壁引張時は、せん断余裕度が大きくなるほど曲げ変形性能は向上する傾向がみられた。

9. 結論

- (1) 壁圧縮側では、曲げ降伏後に壁板のせん断圧縮破壊または壁端部での曲げ圧縮破壊のみで、柱のせん断破壊は見られなかった。
- (2) 壁引張側では、曲げ降伏後に壁圧縮時の破壊を契機とした壁板下部でのせん断すべりが生じ、最終的に、柱がせん断破壊して終局破壊に至った。
- (3) 危険断面でのコンクリートの圧縮負担が小さな試験体では、壁引張側の最大荷重時においても危険断面の歪がすべて引張となった。これらの試験体では、せん断力が一定のまません断変形が進んだ。つまり、コンクリートの圧縮負担が小さいとせん断変形性能は大きくなる傾向が見られた。
- (4) 最大耐力時に圧縮側の柱頭も伸びていた。このことから、せん断強度算出式の引張鉄筋は全縦筋断面積の半分と定義した。計算値と実験値は比較的良好に合致した。
- (5) 壁引張時には、せん断余裕度と曲げ変形性能の間に正の相関関係が見られた。一方、壁圧縮時には、壁端

部の圧縮破壊によって変形性能が低下し、このような関係は見られなかった。

謝辞

本研究は、豊橋技術科学大学にて実験を行った。協力を賜った、松原聡平氏をはじめ、豊橋技術科学大学の学生の皆様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造計算規準・同解説 2010 年 2 月
- 2) 高橋之ほか：圧縮側に柱型がない RC 耐震壁の曲げ変形性能、日本建築学会構造系論文集、第 660 号、pp.371-377, 2001.2
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、2007.8
- 4) 祖父江美枝、高橋之、真田靖士、市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力と破壊性状における枠柱の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.32, No.2, pp.427-432, 2010, 7
- 5) 大宮幸、松浦康人、香取慶一、林静雄：袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験及び考察、日本建築学会構造系論文集、第 553 号、pp.81-88, 2002.3
- 6) 壁谷澤寿成、壁谷澤寿海、東條有希子、壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30, No.3, pp.115-120, 2008
- 7) 田尻清太郎、澤井謙彰、磯雅人：鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.31, No.2, pp.163-168, 2009
- 8) 表根國ほか：鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱の終局強度に関する実験的研究、日本建築学会構造工學論文集、Vol.55B, pp.385-390, 2009.3
- 9) 上原正敬、磯雅人、福山洋、田尻清太郎：袖壁付き RC 柱のせん断挙動に与える軸力、袖壁の偏心、壁横筋比の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.32, No.2, pp.103-108, 2010
- 10) 磯雅人、上原正敬、福山洋、田尻清太郎：袖壁付き RC 柱のせん断挙動に与える袖壁の出幅の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.32, No.2, pp.109-114, 2010
- 11) 表根國、壁谷澤寿海、金裕錫、壁谷澤寿一：袖壁付き柱の構造特性に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.32, No.2, pp.115-120, 2010
- 12) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001